

# DER BAUINGENIEUR

21. Jahrgang

5. Januar 1940

Heft 1/2

## ÜBER WEITGESPANNTE HALLEN DER LUFTWAFFE<sup>1</sup>.

Von Dr.-Ing. Mehmel, Min.-Rat. u. Abt.-Chef im Reichsluftfahrtmin., Berlin.

DK 624.9:624.012.4

Die im Bereich der deutschen Luftwaffe verwendeten Flugzeughallen sind überwiegend weitflächige Bauten mit großen, durch Zwischenstützen möglichst wenig oder gar nicht unterteilten Flächen. Die Gründe, die für die Wahl dieser baulichen Anordnung maßgebend waren, sind von mir in meinem Vortrag auf dem Internationalen Kongreß für Brücken- und Hochbau im Jahre 1936 aufgezeigt worden und sind durch Überlegungen gegeben, die von dem flugtechnischen Betrieb und der Planung der Gesamtanlagen ausgehen.

In den ersten weitgespannten Eisenbetonhallen der Luftwaffe<sup>2</sup> wurde der Bogen bis auf die Erdscheibe geführt. Der Hallenraum ist auf diese Weise frei von Konstruktionsteilen wie Zugband und Hängestangen, was luftschutzttechnisch sicherlich von Vorteil ist und zudem zweifellos zu der ausgezeichneten architektonischen Wirkung des Halleninneren beiträgt (Abb. 1a). Der Horizontal Schub wird in der überwiegenden Zahl der Fälle durch ein Zugband übernommen. Das Zugband wird gleichzeitig mit der Ausrüstung um ein solches Maß verkürzt und dadurch vorgespannt, daß die

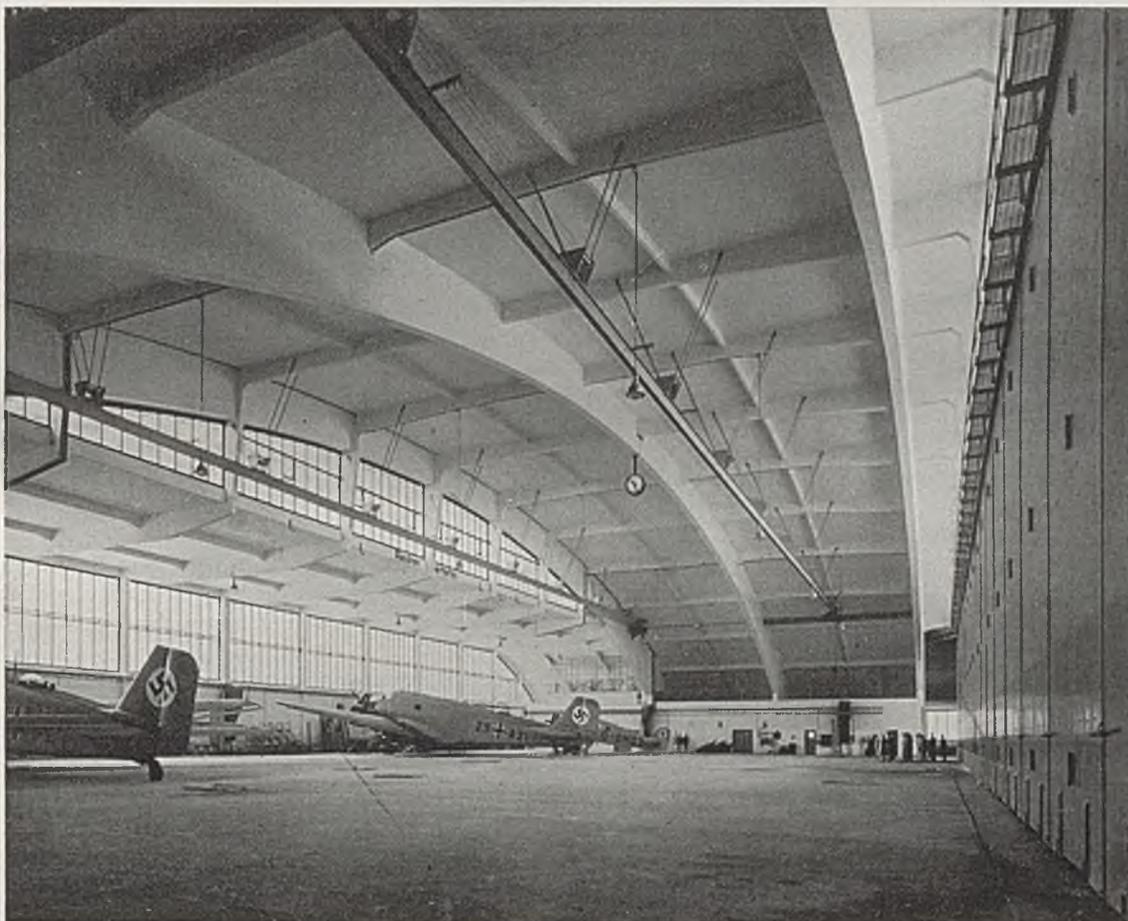


Abb. 1a.

Die Spannweiten der Haupttragglieder sind dementsprechend groß und erreichen Ausmaße von 50, 60, 70 m bis zur 100 m-Grenze und darüber, also Ausmaße, die im Eisenbetonhallenbau wohl erstmalig bei den Flugzeughallen der Luftwaffe verwendet worden sind.

Als Haupttragssysteme für diese Spannweiten kommt vorzugsweise der Bogen, in neueren Ausführungen aber auch der Fachwerkbalken in Betracht, der bekanntlich in den letzten Jahren in Deutschland wichtige konstruktive Verbesserungen erfahren hat.

elastische Zusammendrückung des Bogens und Verlängerung des Zugbandes ausgeglichen wird, das System also eine Form annimmt, die seiner ursprünglichen Form ähnlich ist. Ein Teil der Vorspannwirkung, nämlich derjenige, der die elastische Verkürzung des Bogens ausgleicht, bleibt nur zum Teil erhalten, da der Eisenbeton im Lauf der Zeit plastisch nachgibt (Kriechen des Betons). Dagegen bleibt der andere Teil der Vorspannwirkung, nämlich derjenige, der die elastische Verlängerung des Zugbandes ausgleicht, in voller Größe wirksam. Das Maß des Kriechens ist des-

<sup>1</sup> Nach einem Vortrag auf der Tagung 1939 des Deutschen Betonvereins in Wien.

<sup>2</sup> Vgl. Mehmel, Neuzzeitliche Flugzeughallen, Zbl. d. Bauverw. 57 (1937) S. 211.







Die beiden Bogendächer der Doppelhalle ruhen auf drei in der Mitte zwischen beiden Hallen und in den Seitenwänden angeordneten, vierstieligen Eisenbetonrahmen, die neben den lot-rechten Lasten auch den auf die Tor- und Rückwand anfallenden Wind aufnehmen und abzuleiten haben. Die Rahmenstützen sind aus hochwertigem Beton hergestellt und maximal mit  $\sigma_b = 75 \text{ kg/cm}^2$  beansprucht. Die Bewehrung ist normales Handels-eisen.

die gegen Kämpfer und gegen Scheitel hin gelegen waren (Abb. 7). Die unteren Teile der Hängesäulen, Kranbalken, Zugbänder und Torsturz wurden, wie ich bereits von den Zugbändern erwähnte, erst nach der Vorspannung betoniert. Das Gewicht der noch fehlenden Betonmengen dieser Bauteile wurde durch eine gleichwertige, am Hallendach aufgebraachte Last von Mauersteinen ersetzt, um die Vorspannung für die Wirkung des gesamten Eigengewichtes und die entsprechenden Deformationen des Bogens durchführen zu können.

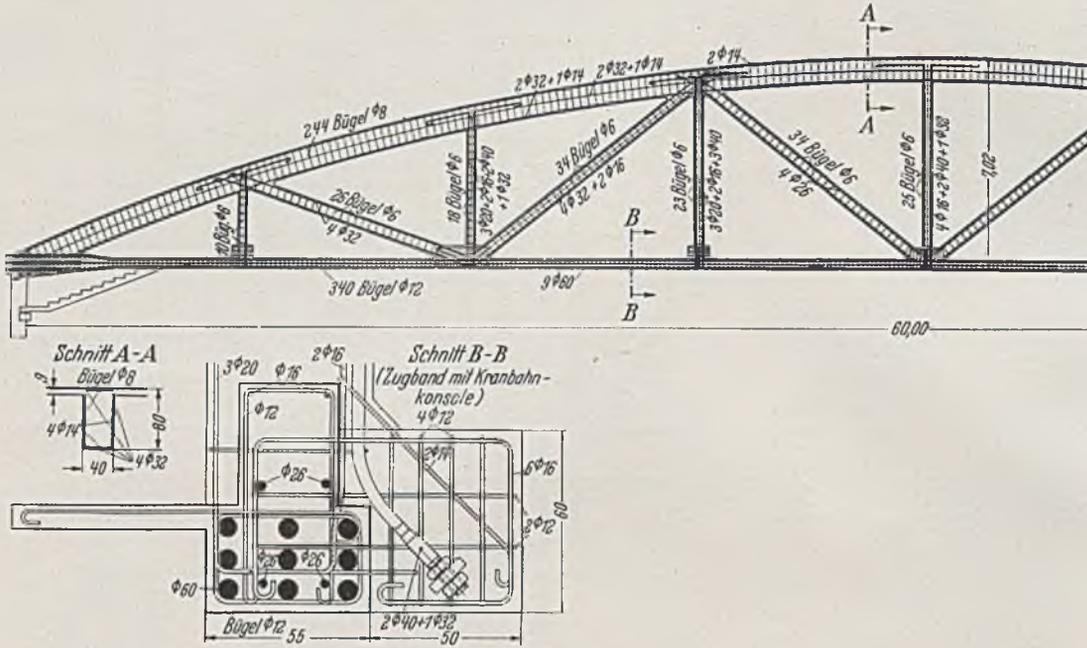


Abb. 11.

Für die Gründung sind Eisenbetonflachfundamente gewählt, die ihre Lasten auf eine 5 bis 8 m mächtige Faulschlamm-schicht übertragen. Für die Einrüstung der Halle wurde eine einfache, abgebundene Stangenrüstung verwendet (Abb. 6). Die Rüst-steifen und Verschwertungen sind aus R u n d h o l z, die Quer-

das Spannschloß und ermöglichen das Andrehen. Die Vorspan-nung der einzelnen Eisen erfolgt in der Art, daß nacheinan-der je zwei symmetrisch gelegene Eisen paarweise gespannt werden; die in der Zugbandachse gelegenen Eisen werden ein-zeln gezogen.

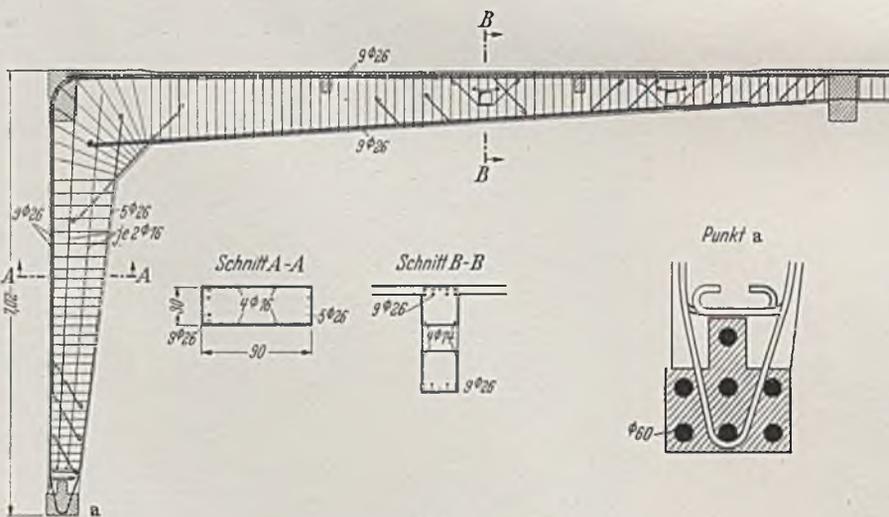


Abb. 12.

und Längszangen aus Kantholz, die zur Aufnahme des Dach-plattengewichtes erforderlichen Unterzüge als Holzfachwerke aus-geführt. Zwischen Ober- und Untergerüst wurde in 8 m Höhe eine Abbreterung vorgesehen. Die Absenkung des Obergerüsts erfolgte, da die Ausrüstung des Tragwerkes mit Vorspannung der Zugbänder vorgenommen werden sollte, durch Hartholzkeile, die zwischen Ober- und Untergerüst angeordnet waren. Die Gerüst-lasten sind durch Holzroste auf den Boden übertragen worden.

Zum Betonierungsvorgang des Daches ist zu erwähnen, daß er wie üblich in einzelnen zur Bindermitte symmetrisch liegenden Streifen erfolgte, und dabei zwischen Teilen abgewechselt wurde,

In der Gesamtanlage mit der oben beschrie-benen Halle über einstimmt — mit gleichen lichten Profilen, Grundriß, Hebezeugen usw. —, ist ein weiteres Bauwerk unter Anwendung der Schalensbauweise ausgeführt worden (Abb. 9 u. 10). Die Schalensbauweise kann man sich bekanntlich aus der Plattenbalkenbauweise in der Weise hervorgegangen denken, daß die Platte gewölbt wird und das entstehende Ge-wölbe Querbinde über den Stützen erhält. Die Schale wird so wenig auf Biegung beansprucht, daß ihre Stärke in der Regel auf das für die Stabilität notwendige Maß verringert werden kann. Außerdem übernimmt die Schale unter gleichzeitig günstig wirkender Vergrößerung des inneren Hebelarmes die Aufgabe des Trä-gers, so daß der eigentliche Träger nunmehr als Trägeruntergurt wirkt und nicht mehr für sich allein die Lasten zu übertragen hat. Die Schale ist in vorliegendem Falle 60 m weit ge-spannt, der Schalenträger hat nur eine Spannweite von 12,50 m. Die erforderlichen Aussteifungsrahmen liegen quer zu dieser Richtung in den Außenwänden bzw. der Mittelstützwand der Halle. Die Kräfte des Binders bzw. des Binderobergurts werden von den Auflagern her durch Schubspannungen in die Schale übertragen. Eine gleichmäßige Spannungsverteilung über die Hallentiefe ist erst in gewissem Abstand vom Auflager ab vor-handen, ist jedoch sehr bald erreicht, so daß dann der ganze Dach-querschnitt mit Platte, Pfetten und Binder einheitlich als Gewölbe-querschnitt wirkt. Das Zusammenwirken von Schale und Binder wird erzwungen durch die im Abstände von 3,80 m voneinander

angeordneten Querpfeifen, die die Schalenplatte gewissermaßen herunterzudrücken haben, da ja an den Auflagern die Binder zunächst verhältnismäßig viel Last übernehmen und dadurch stärkere Durchbiegungen erleiden als die Platte. Auf diese Weise erhalten

mit Zugband infolge einseitiger Belastung aus Schnee und Wind bzw. infolge von Einzellasten ergeben, würden sich also in unangenehmer Weise auswirken, als wenn die gesamte Gewölbekraft im Binderobergurt wirkte. Darum ist hier ein Fachwerkbinder gewählt worden. Der Obergurt folgt der Stützlinie für Dacheigen-gewicht. Differenzkräfte treten nur infolge unsymmetrischer Lasten auf.

Um den Kran durch beide Hallentiefen durchführen zu können, ist die Schale in dem dritten Binderfeld in einem Abstände von rund 8 m beiderseits der Symmetrieachse nicht mehr der Bogenlinie parallel, sondern von dieser nach oben abzweigend geführt worden. Es ist zwischen die beiden großen, der Dachlinie folgenden Schalen eine kleinere Schale von rund 16 m Länge eingehängt worden. Die Kranbahn besteht aus einem walzeisernen Träger, der auf 7,60 voneinander entfernt liegenden, an jedem Unter-gurtknoten angebrachten Eisenbetonkonsolen aufgelegt ist (Abb. 11). Die hieraus entstehenden Verdrehungsmomente werden durch einen als Verteilungsträger wirkenden Eisenbetongehsteg auf die benachbarten Vertikalen mit übertragen. Die Windkräfte auf die Torwand werden in die Dachscheibe durch biegungsfeste Eisenbetonhalbrahmen (Abb. 12), die Windkräfte auf die Rückwand durch die Dachscheibe des tieferliegenden hinteren Hallenteils

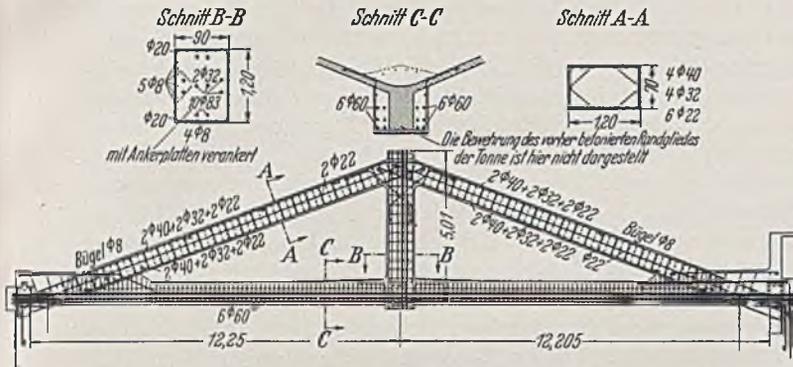


Abb. 13.

die Pfeifen eine von unten nach oben, also dem Eigengewicht entgegengesetzt wirkende Belastung, wodurch ihr mit 20/50 bzw. 15/30 bemessener schlanker Querschnitt erklärlich wird.

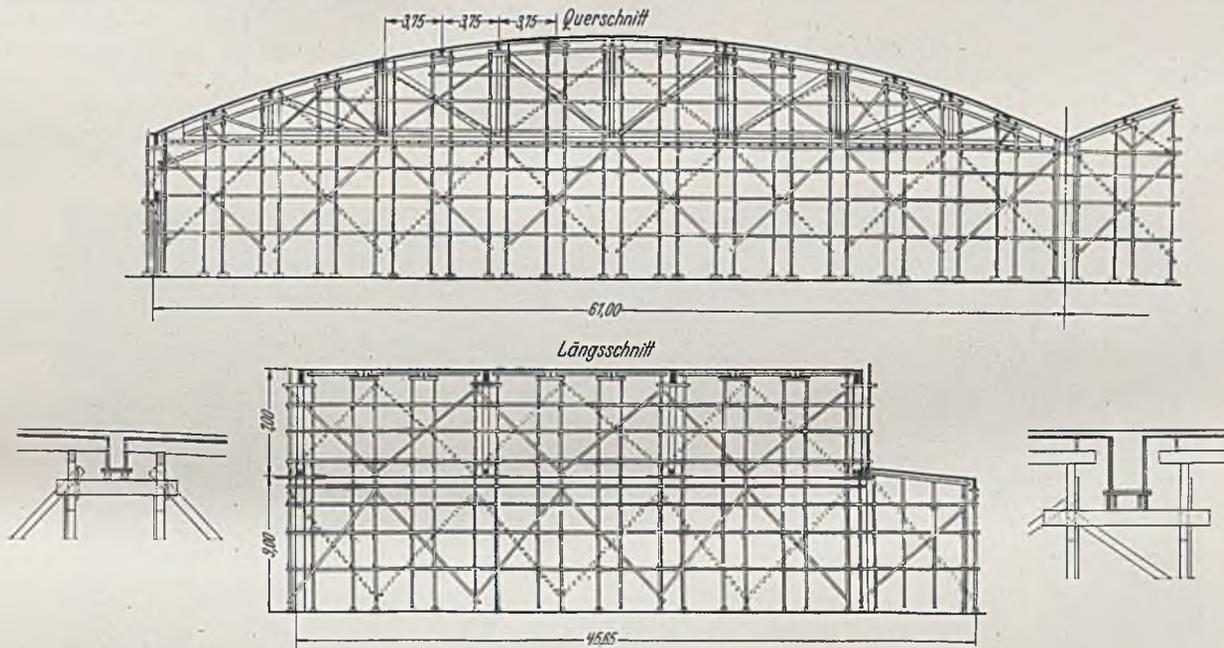


Abb. 14.

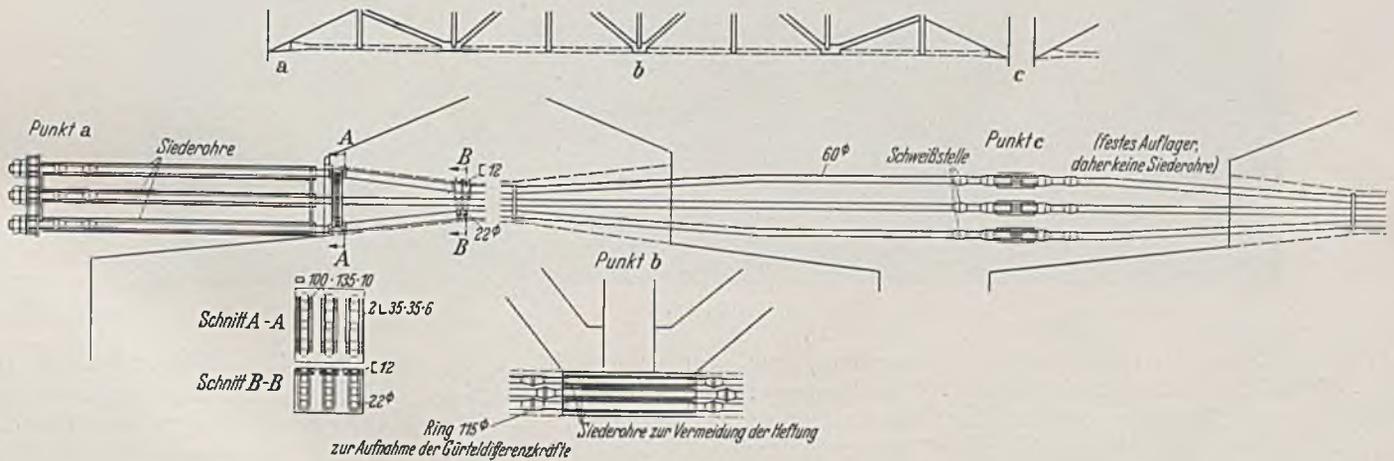


Abb. 15.

Über den größten Teil des Daches ist die Gewölbekraft gleichmäßig über den gesamten Dachquerschnitt verteilt, so daß an den Binderobergurt eine verhältnismäßig geringe Normalkraft entfällt und die Bemessung auf Normalkraft ein verhältnismäßig schlankes Druckglied ergibt. Biegungsspannungen, die sich bei einem Bogen

übertragen. Die Windkräfte der Giebelwände gehen unmittelbar durch die Stützen in die Dachplatte bzw. in die Erdscheibe. Die Dachplatte gibt die Windkräfte in beiden Richtungen auf die sehr steif ausgebildeten Stützen der Mittelstützenreihen ab.

Der zweite Binder ist in der Mitte nicht auf einer Stütze ge-

lagert, sondern wird durch ein kräftiges Dreieckshängewerk abgefangen (Abb. 13). Das Zugband dieses Hängewerks wird ebenfalls bei der Ausrüstung vorgespannt.

Das Lehrgerüst ist ein einfaches Stangengerüst (Abb. 14), das die Lasten des noch nicht erhärteten Betons unmittelbar in die Erdscheibe einleitet.

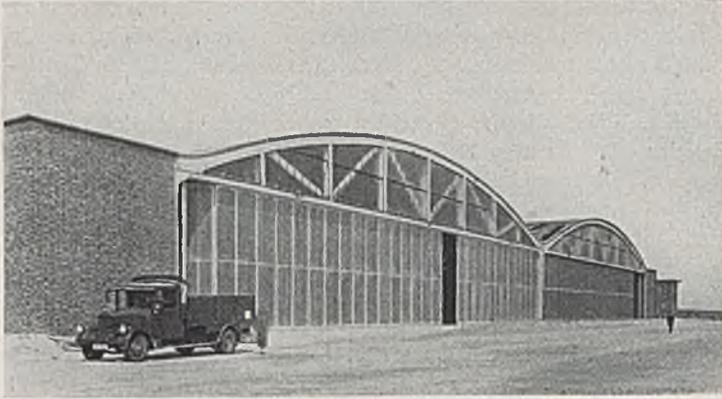


Abb. 16.

Die Ausrüstung geschah durch Anziehen der Zugbänder. Die Zugbänder sind in den Knotenpunkten durch eiserne Siederohre hindurchgeführt (Abb. 15). Die Diagonalen und die Vertikale eines jeden Knotenpunktes sind vorher ausbetoniert. Die Übertragung der Differenzkräfte wird dadurch gesichert, daß neben den Knoten-

und liegen damit etwa 10% niedriger als die der erstbeschriebenen Halle gleichen Grundrisses. Zum Ausgleich dürften die aufgewendeten Arbeitsstunden entsprechend höher sein.

Für die soeben beschriebene Fachwerkträgerkonstruktion ist charakteristisch, daß der Druckgurt nach der Stützlinie für Eigengewicht gestaltet ist, so daß Differenzkräfte nur infolge unsymmetrischer Belastung durch Kranlasten, Wind und Schnee auftreten können. Grundsätzlich die gleiche Wirkung läßt sich erzielen, wenn der Zuggurt nach der Seillinie für Eigengewicht geformt ist; auch in diesem Falle ändern sich die Abstände zwischen Zug- und Druckglied wie die Biegemomente, so daß für den vorgesehenen Belastungsfall die Kräfte über die Gurte konstant sind. Die Anordnung von Gurten, die für Eigengewicht nach der Stützlinie geformt sind, hat für vorzuspannende Trägerkonstruktionen den augenscheinlichen Vorteil, daß Differenzkräfte für die Stützlinienbelastung nicht entstehen. Derartige Träger sind beim Tragwerk der in Abb. 18 in der Gesamtanordnung dargestellten Halle verwendet. Über der Toröffnung liegt ein umgekehrter Langerscher Balken (Abb. 19), senkrecht zum Tor sind die Träger in Fachwerkbauweise ausgeführt und auf den Stützen der Rückwand und dem Torbinder aufgelagert. Die Diagonalen und der Untergurt werden erst nach dem Vorspannen der Gurteisen betoniert; die Bündel der nicht einbetonierten Bewehrungsseisen sind so weich, daß nennenswerte Nebenspannungen in den Knotenpunkten durch die bei dem Vorspannen entstehenden Formänderungen nicht entstehen können. Der Anschluß der Vertikalen, die als Druckglieder beim Vorspannungsvorgang schon betoniert sein müssen, ist gelenkig ausgebildet, damit auch von diesen Stäben aus Neben-

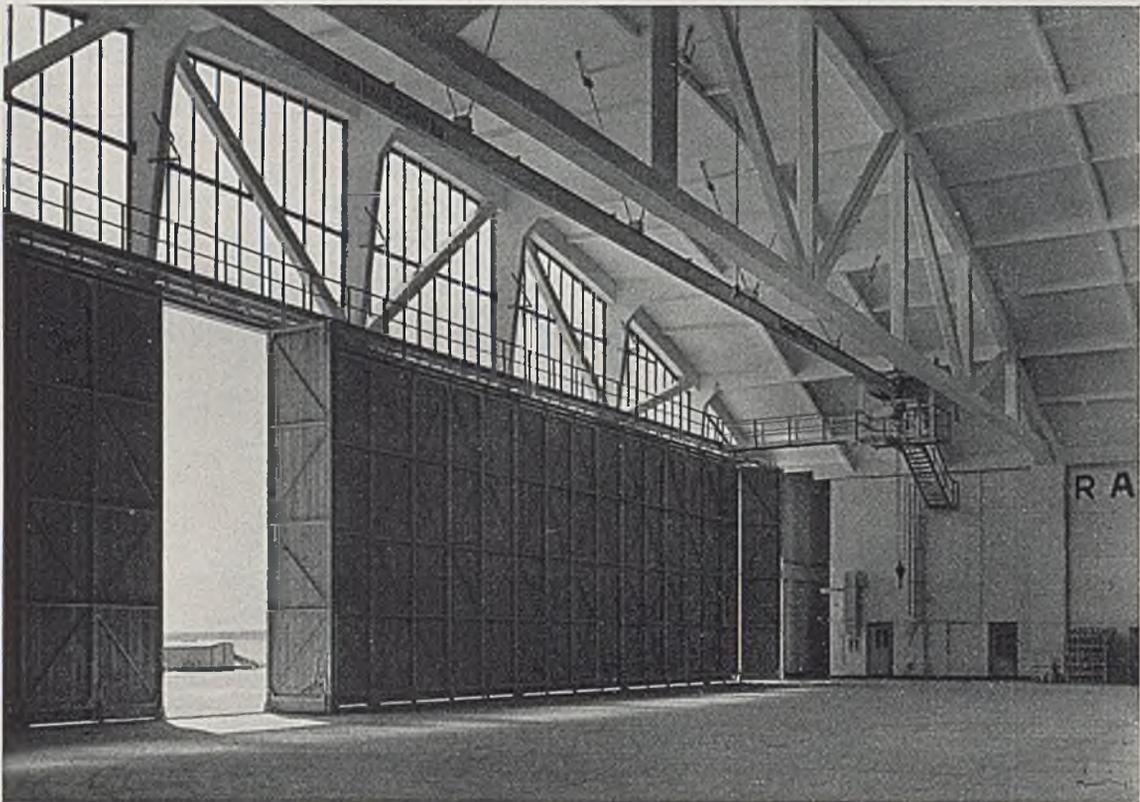


Abb. 17.

punkten auf die Zugbänder 15 mm breite und 22 mm hohe Stahlringe mit Kehlnähten aufgeschweißt werden. Die Übertragung dieser Kräfte in die Diagonalen erfolgt sodann am Knotenpunkt durch Druckkontakt und in die anschließenden Untergurte durch den Scherwiderstand dieser aufgeschweißten Ringe.

Außen- und Innenaufnahme der Halle zeigen Abb. 16 u. 17.

Die Massen dieser Halle betragen ohne Gründung ca.

1250 m <sup>3</sup> Beton
272 t Eisen davon 170 t St 37 und 102 t St 52
750 m <sup>3</sup> Holz

spannungen in den Knotenpunkten nicht entstehen können. Die Vorspannung erfolgt durch Auseinanderpressen des Ober- und Untergurtes, worauf hier nicht näher eingegangen werden soll.

Zur Übertragung der Obergurtkräfte der Dachbinder wurde die 7 cm starke Dachplatte mit herangezogen. Ihre mitwirkende Breite wurde rechnerisch ermittelt und mit 6 m eingesetzt. Die Sicherheit gegen Beulung der Platte beträgt 9. Die Einleitung der Gurtkräfte auf die mitwirkende Platte bedingt Hauptzugspannungen von rd. 6 kg/cm<sup>2</sup>, die durch Schrägeisen in der Platte aufgenommen, wie sie im Schalenbau stets vorkommen.

Schließlich sei kurz auf eine Halle Abb. 20 eingegangen,

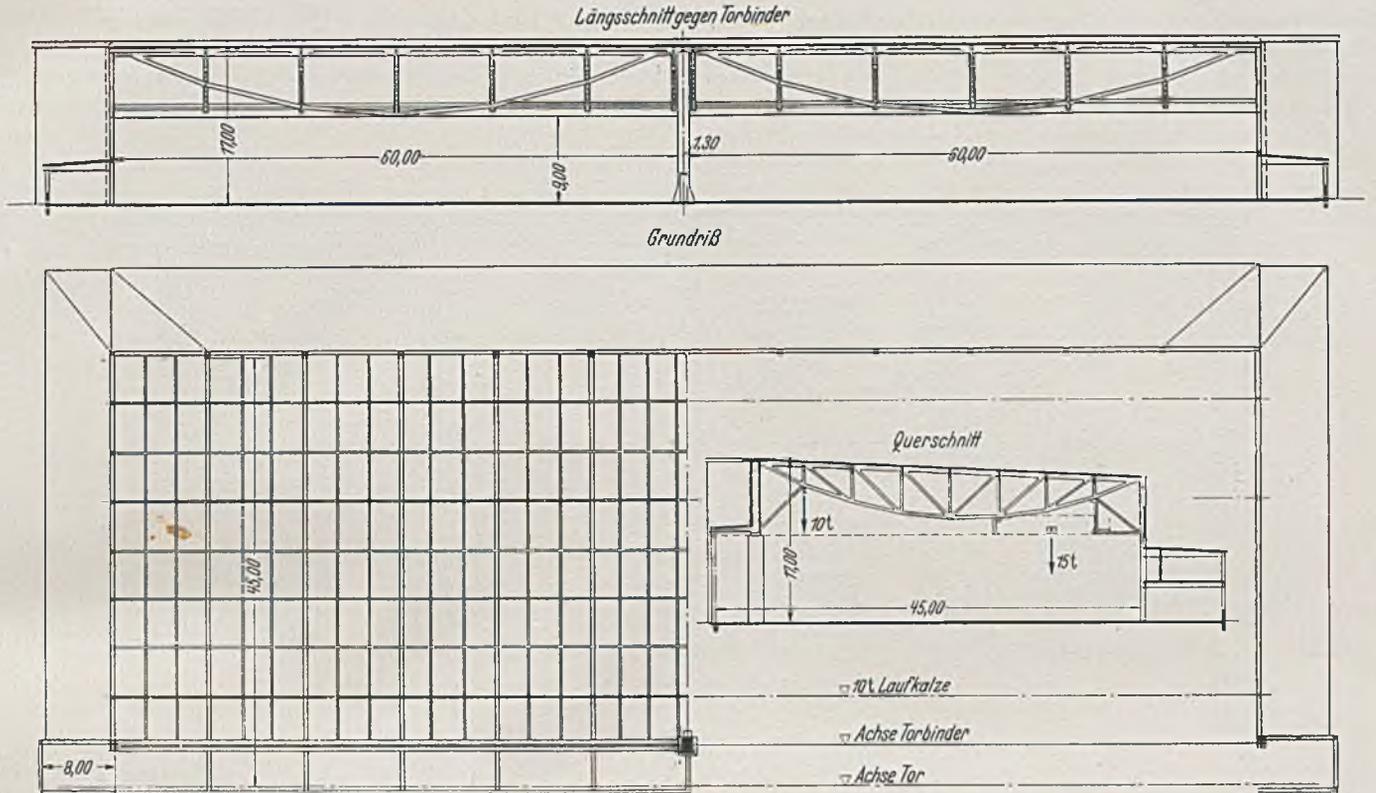


Abb. 18.

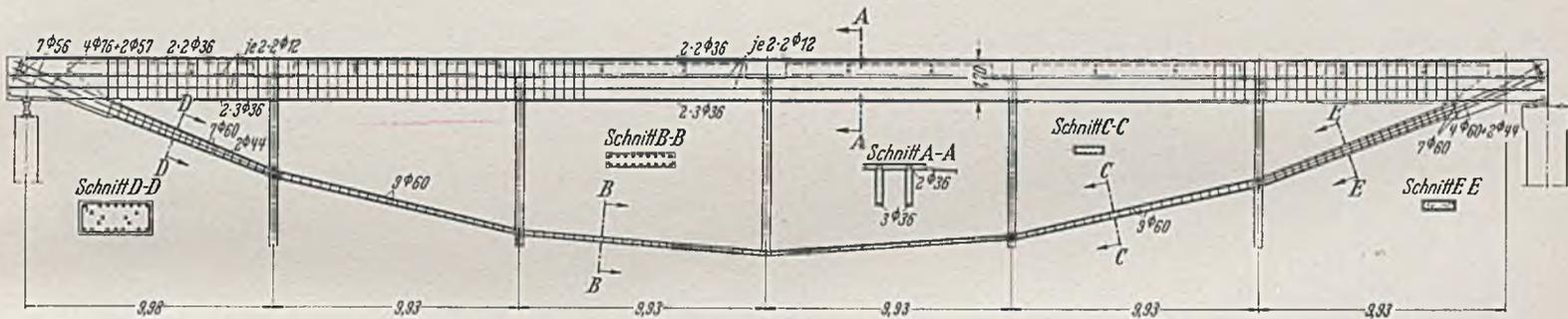


Abb. 19.

deren charakteristische Konstruktionsteile bei einer anderen Ausführung von mir bereits beschrieben sind<sup>1)</sup>, deren Abmessungen aber das Interesse der Fachwelt finden werden.

Der Grundriß von  $70 \times 45 \text{ m}^2$  wird durch 8 Schalenträger von 10 m Gewölbespannweite und 45,8 m Trägerlänge überdeckt. Die Schalenträger haben die Auflagerdrucke eines 11 m weitgespannten Kranes von 15 t und einer Laufkatze von 7,5 t Tragkraft zu übernehmen. Die Gesamthöhe der Schalenträger beträgt 5,70 m, wovon 1,33 m auf die Stichhöhe des Gewölbes und 4,37 m auf die als vorgespannte Eisenbetonparallelfachwerkträger ausgebildeten Randträger entfallen. Die Schalendicke beträgt 7 cm. Der Träger über der Toröffnung nach Bauart Finsterwelder hat 71 m Spannweite und eine Systemhöhe von 7,25 m (Abb. 21). Die Zugglieder werden für die Belastung durch Eigengewicht vorgespannt. Durch Pressen ist dies nicht einfach zu bewerkstelligen, da die Gurtkräfte des Parallelträgers alle verschieden sind. Die Zugglieder dieser Träger werden durch den Ausrüstvorgang der Halle vorgespannt. Das Ausrüsten wird nämlich vorgenommen, bevor diese Glieder betoniert sind. Außerdem werden

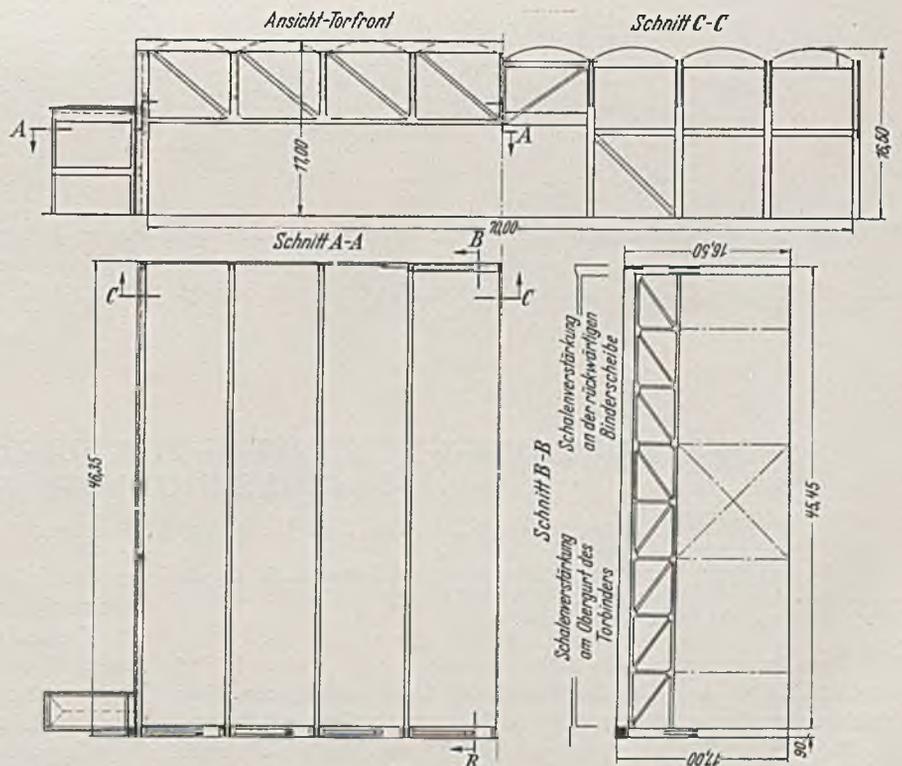


Abb. 20.

<sup>1</sup> Zentralblatt der Bauverwaltung, 57. (1937), S. 211.

auf diese Weise weitgehend Nebenspannungen der Fachwerkträger vermieden (vgl. oben). Die Differenzkräfte an den Knotenpunkten, die gemäß den schraffierten Flächen der Abb. 22 vor der Ausrüstung betoniert sind, werden auf die Knoten auf der Seite des

2185 t und wird durch einen Querschnitt von nur 1,1 m<sup>2</sup> aufgenommen. Die zentrische Druckspannung beträgt 90 kg/cm<sup>2</sup> bei einer gleichzeitig auftretenden Nebenspannung von maximal 17 kg/cm<sup>2</sup>. Die Entwicklung weitgespannter Eisenbetonhallen ist in den

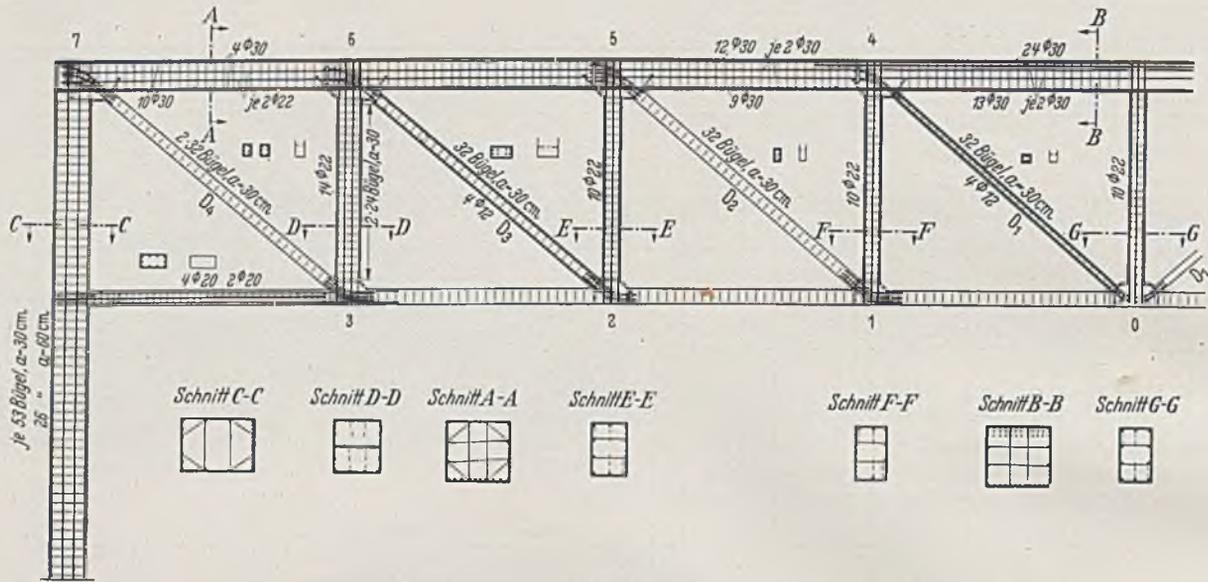


Abb. 21.

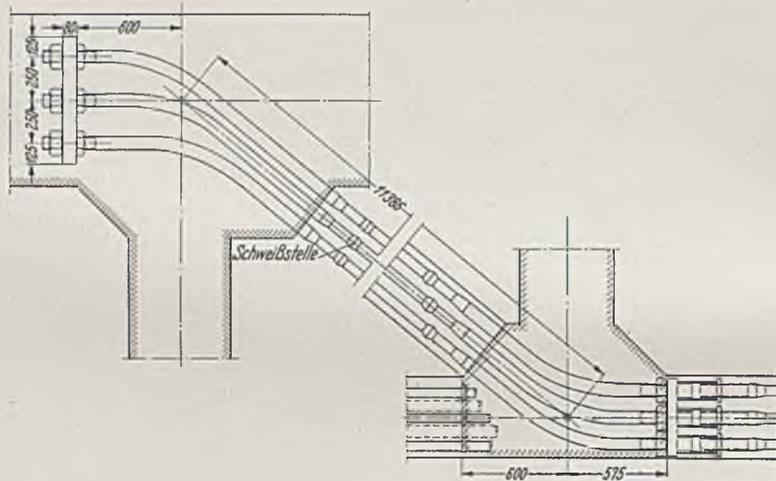


Abb. 22.

Diagonalenanschlusses durch eine eiserne Ankerplatte, auf der anderen Seite durch Ringe, die auf die Gurteisen aufgeschweißt sind, übertragen. Die maximale Druckkraft im Obergurt beträgt

letzten Jahren zu einem wesentlichen Anteil durch Ausführungen im Dienstbereich der Luftwaffe geschehen. Der vorstehende Bericht soll hierüber der Fachwelt ausschnittsweise Aufschluß geben.

## KONSTRUKTIONS-GRUNDSÄTZE FÜR FUNDAMENTE VON MASSIVEN FABRIKSCHORNSTEINEN.

Von Ing. W. Nerlich, Duisburg-Meiderich.

DK 624.027.1

Übersicht: Kurvenbilder der Momentenbeiwerte für die im Schornsteinbau vorkommenden Fälle von Kreisplatten bei Belastung durch Eigengewicht und Winddruck.

Das Fundament eines Schornsteines ist in vielen Fällen zweckmäßig als kreisförmige Eisenbetonplatte auszubilden. Bei tief liegendem Baugrund ist dann noch zwischen Grundplatte und der Schornstein-Säule ein Sockel einzuschalten der ebenfalls nach Möglichkeit in Eisenbeton zu konstruieren ist. Eine Ausführung

des unter Gelände liegenden Sockels in Mauerwerk sollte nur bei kleinen Schornsteinen erfolgen.

Vielach findet man jedoch noch heute Fundamentausführungen in Stampfbeton, obwohl diese Konstruktion auf Grund der hierbei bekannt gewordenen Schadenfälle nicht mehr ausgeführt werden sollte. Aber auch ein großer Teil der heute ausgeführten Eisenbetonfundamente entspricht nicht den Anforderungen, die an derart wichtige Bauteile gestellt werden müssen.



$$M_t = \frac{p a^2}{16} [\alpha_1 - (1 + 3\mu) + (1 + 3\mu) \Phi_1 + 2(1 - \mu)\beta^2 \Phi_1 + 4(1 + \mu)\beta^2 \Phi_3]$$

$$e \leq 1: M_r = \frac{p a^2}{16} [\alpha_1 - (3 + \mu) + (3 + \mu) \Phi_1]$$

$$M_t = \frac{p a^2}{16} [\alpha_1 - (1 + 3\mu) + (1 + 3\mu) \Phi_1]$$

$$M_a = \frac{p_0 b^2}{48 \alpha_1} \left\{ (1 + 5\mu) \alpha_1 e^3 - (1 + 3\mu) \alpha_2 e + 3(1 + \mu) \alpha_1 e^{-1} + (1 - \mu) \alpha_3 e^{-3} \right\} \cos \alpha$$

$$M_{ra} = -\frac{p_0 b^2}{48 \alpha_1} (1 - \mu) \left\{ \alpha_1 e^3 - \alpha_3 e + 3 \alpha_1 e^{-1} + \alpha_3 e^{-3} \right\} \sin \alpha$$

und die Querkraft

$$Q_r = \frac{p_0 b}{24} \left( 9 e^2 - 2 \frac{\alpha_3}{\alpha_1} - 3 e^{-2} \right) \cos \alpha$$

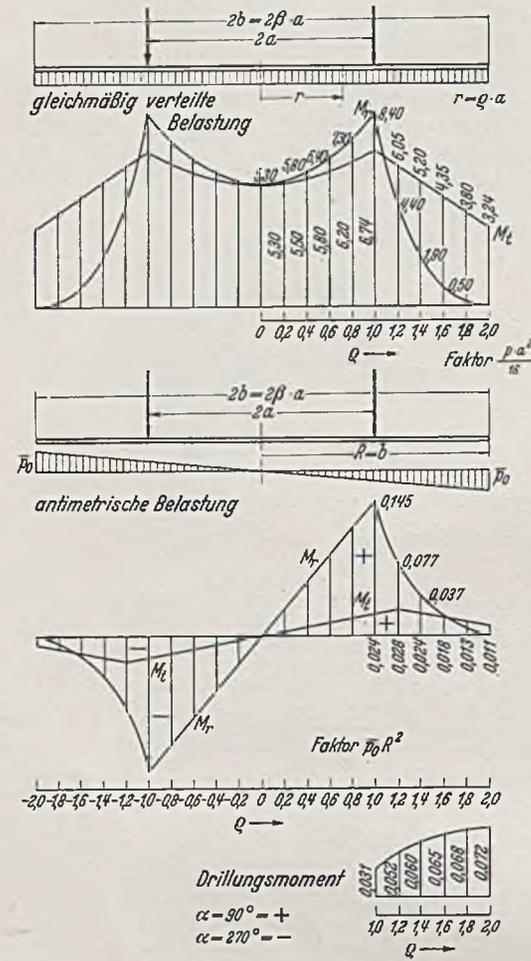


Abb. 7. Kreisplatte  $\beta = 2,0$ .

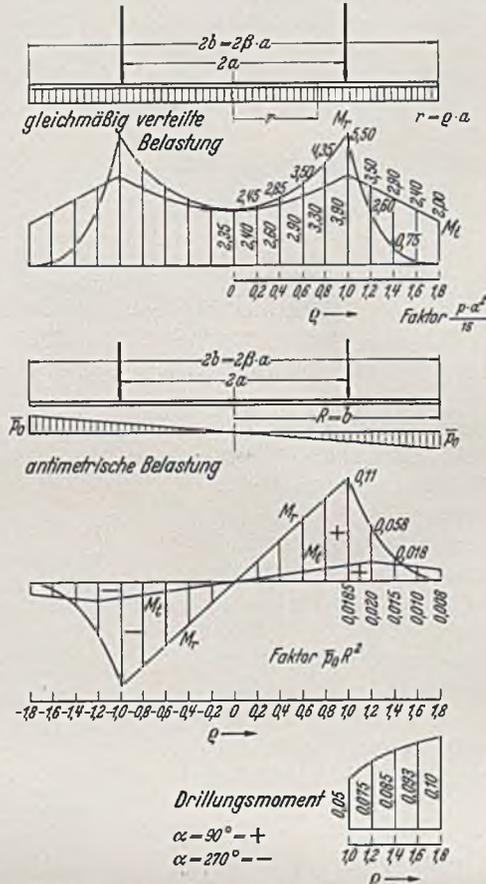


Abb. 8. Kreisplatte  $\beta = 1,8$ .

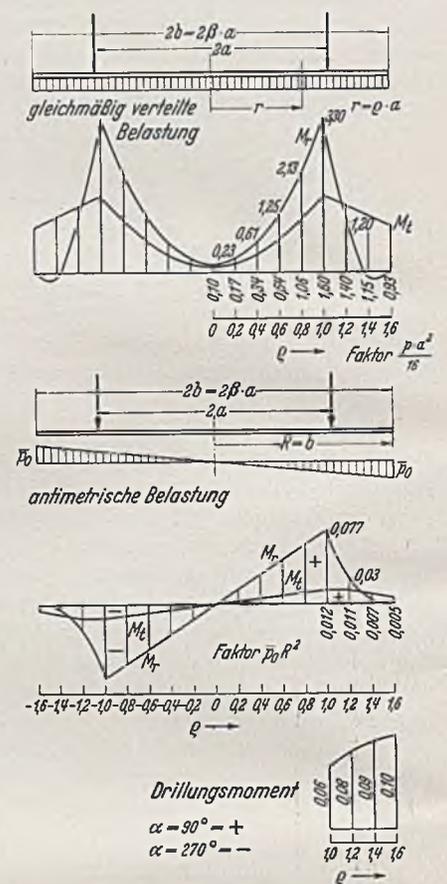


Abb. 9. Kreisplatte  $\beta = 1,6$ .

$$e = 0 \quad M_r = M_t = \frac{p a^2}{16} \cdot \alpha_1$$

$$e = 1 \quad M_r = \frac{p a^2}{16} [\alpha_1 - (3 + \mu)]$$

$$M_t = \frac{p a^2}{16} [\alpha_1 - (1 + 3\mu)]$$

und die Querkräfte

$$e \geq 1 \quad Q_r = \frac{p a}{2} \left( \frac{\beta^2}{e} - e \right)$$

$$e \leq 1 \quad Q_r = -\frac{p a^2}{2} \cdot e$$

$$e = 1 \quad Q_{ri} = -\frac{p a}{2}$$

$$Q_{ra} = \frac{p a}{2} (\beta^2 - 1)$$

Für die Kreisplatte mit antisymmetrischer Belastung nach Abb. 5 gibt Beyer (Die Statik im Eisenbetonbau, 2. Bd., S. 672) mit  $p_0 = 4 M/\pi \cdot b^3$  und den Abkürzungen

$$e = r/b, \beta = a/b$$

$$\alpha_1 = (3 + \mu) + (1 - \mu) \cdot \beta^4$$

$$\alpha_2 = 4(2 + \mu) + (1 - \mu)(3 + \beta^4) \beta^2$$

$$\alpha_3 = 4(2 + \mu) \cdot \beta^4 - (3 + \mu)(3 + \beta^4) \cdot \beta^2$$

für den Bereich  $\beta \leq e \leq 1$  die Momente

$$M_r = \frac{p_0 b^2}{48 \alpha_1} \left\{ (5 + \mu) \alpha_1 e^3 - (3 + \mu) \alpha_2 \cdot e + 3(1 + \mu) \alpha_1 e^{-1} - (1 - \mu) \alpha_3 e^{-3} \right\} \cos \alpha$$

$$Q_a = \frac{p_0 b}{24} \left( 3 e^3 - 2 \frac{\alpha_3}{\alpha_1} e + 3 e^{-1} \right) \sin \alpha$$

Gegenüber den Formeln von Beyer sind in letzterem Fall die Radien a und b vertauscht. In den allgemeinen Gleichungen haben also die Verhältniszahlen e und beta verschiedene Bedeutung. In den nachstehenden, für den praktischen Gebrauch beigegebenen Abb. 6—9 sind jedoch alle Größen einheitlich nur mit der Bedeutung im symmetrischen Belastungsfall verwendet worden. Die Querkraft mu wird mit 1/6 eingesetzt.

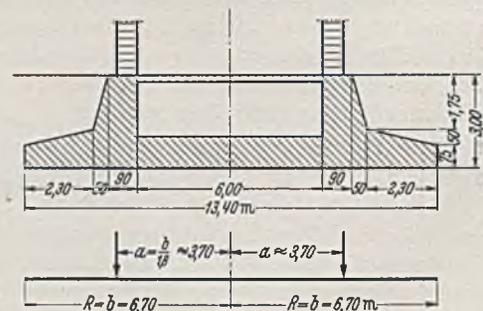


Abb. 10. Schornstein-Gründung.

Zahlenbeispiel.

Für ein Zahlenbeispiel werden die Verhältnisse der Abb. 10 zugrunde gelegt. Es ergeben sich gemäß  $\beta = 1,8$  die in folgenden Zahlentafeln zusammengestellten Werte.

Moment  $M_r$

$q$	a) glm. Last $p = 9,20 \text{ t/m}^2$		b) antimetr. Last $p_0 = \pm 8,50 \text{ t/m}^2$			Super- pos. a) + b) $M_r$ tm
	Faktor	$\frac{p a^2}{16}$	Faktor	$p_0 R^2$	$M_r$ tm	
+ 1,8	0,00	—	0,00	—	—	—
+ 1,6	0,05	0,4	0,02	0,8	1,2	1,2
+ 1,4	0,75	5,9	0,018	6,9	12,8	12,8
+ 1,2	2,60	20,4	0,058	22,1	42,5	42,5
+ 1,0	5,50	43,2	0,11	42,0	85,2	85,2
+ 0,8	4,35	34,2	0,088	33,5	67,7	67,7
+ 0,6	3,50	27,5	0,066	25,2	52,7	52,7
+ 0,4	2,85	22,4	0,044	16,8	39,2	39,2
+ 0,2	2,45	19,2	0,022	8,4	27,6	27,6
$\pm 0$	2,35	18,4	0,00	0,0	18,4	18,4
- 0,2	2,45	19,2	0,022	— 8,4	10,8	10,8
- 0,4	2,85	22,4	— 0,044	— 16,8	5,6	5,6
- 0,6	3,50	27,5	— 0,066	— 25,2	2,3	2,3
- 0,8	4,35	34,2	— 0,088	— 33,6	0,6	0,6
- 1,0	5,50	43,2	— 0,11	— 42,0	1,2	1,2
- 1,2	2,60	20,4	— 0,0585	— 22,1	— 1,7	— 1,7
- 1,4	0,75	5,9	— 0,0185	— 6,9	— 1,0	— 1,0
- 1,6	0,05	0,4	— 0,02	— 0,8	— 0,4	— 0,4
- 1,8	0,00	—	— 0,00	—	—	—

Moment  $M_t$

$q$	a) glm. Last $p = 9,20 \text{ t/m}^2$		b) antimetr. Last $p_0 = \pm 8,50 \text{ t/m}^2$			Super- pos. a) + b) $M_t + M_a$ tm
	Faktor	$\frac{p a^2}{16}$	Faktor	$p_0 R^2$	$M_a$ tm	
+ 1,8	2,00	15,7	0,08	3,1	18,8	18,8
+ 1,6	2,40	18,9	0,010	3,8	22,7	22,7
+ 1,4	2,90	22,8	0,015	5,7	28,5	28,5
+ 1,2	3,50	27,5	0,020	7,6	35,1	35,1
+ 1,0	3,90	30,6	0,0185	7,1	37,7	37,7
+ 0,8	3,30	26,0	0,0148	5,7	31,7	31,7
+ 0,6	2,90	22,8	0,0111	4,2	27,0	27,0
+ 0,4	2,60	20,4	0,0074	2,8	23,2	23,2
+ 0,2	2,40	18,9	0,0037	1,4	20,3	20,3
$\pm 0$	2,35	18,4	0,00	0,0	18,4	18,4
- 0,2	2,40	18,9	— 0,0037	— 1,4	17,5	17,5
- 0,4	2,60	20,4	— 0,0074	— 2,8	17,7	17,7
- 0,6	2,90	22,8	— 0,0111	— 4,2	18,6	18,6
- 0,8	3,30	26,0	— 0,0148	— 5,7	20,3	20,3
- 1,0	3,90	30,7	— 0,0185	— 7,1	23,6	23,6
- 1,2	3,50	27,5	— 0,020	— 7,6	19,9	19,9
- 1,4	2,90	22,8	— 0,015	— 5,7	17,1	17,1
- 1,6	2,40	18,9	— 0,010	— 3,8	15,1	15,1
- 1,8	2,00	15,7	— 0,08	— 3,1	12,7	12,7

## DER KORROSIONSSCHUTZ ALS BAUPROBLEM.

Von Dipl.-Ing. Hans Hebberling, München.

DK 620.197.2

Übersicht: Vergleichende Bewertung der Kurz- und Dauerprüfung. — Vorzüge der elektrolytischen Kurzprüfung. — Anstrichprüfung durch „Augenschein“. — Erfahrungen des Reichsbahn-Zentralamtes. — Sind die „chemisch aktiven“ Bleifarben wirklich unentbehrlich?

Wie ich bereits an anderer Stelle ausführte, stellen den einzig zuverlässigen Wertmesser für Rostschutzanstriche die Freilagerversuche dar, wie sie von seiten des Reichsbahn-Zentralamtes und anderer Stellen ständig zur Durchführung gelangen<sup>1</sup>. In diese Versuche werden selbstverständlich alle irgendwie Erfolg versprechenden Neuerungen mit einbezogen, auch sind sie vorweg so angelegt, daß subjektive Fehler bei der Auswertung der Ergebnisse kaum mehr vorkommen können. Unklarheiten und Widersprüche, die sich etwa aus den in der Praxis gemachten Beobachtungen ergeben sollten, können also mit ihrer Hilfe meist rasch und sicher entschieden werden.

Den Freilagerversuchen haftet lediglich der eine Nachteil an, daß sie verhältnismäßig lange Zeit in Anspruch nehmen. Diesem Umstand versuchen die sog. „Kurzprüfungsverfahren“ gerecht zu werden, auf deren bedingten Wert ich ebenfalls bereits an anderer Stelle hingewiesen habe<sup>2</sup>. Dem damals Gesagten wäre noch hinzuzufügen, daß diese Methoden in letzter Zeit sehr verbessert worden sind, wenn sie auch heute bei weitem noch nicht als vollwertiger „Ersatz“ für die Freilagerversuche gelten können. Besonders wäre die elektrolytische Kurzprüfung hervorzuheben, da die mit ihr erzielten Ergebnisse mit denen der mehrjährigen Wetterprüfung eine auffallende Übereinstimmung zeigen. Sie beruht im wesentlichen auf der Erfahrungstatsache, daß Anstrichfilme mit fortschreitender Verrottung dem Ionendurchgang einen immer geringeren Widerstand entgegensetzen. Ihr besonderer Wert besteht darin, daß sie u. U. auch Aufschluß über solche Korrosionsvorgänge gibt, die sich im Inneren eines Anstrichfilms abspielen und daher dem Auge nicht unmittelbar zugänglich sind<sup>3</sup>.

Hier wäre grundsätzlich zu bemerken, daß man bei der oberflächlichen Betrachtung von Anstrichfilmen nur allzu leicht einer „optischen Täuschung“ erliegt, indem man lediglich den sichtbaren Teil der daran zutage getretenen Schäden, also insbesondere die oberflächliche Schorf-, Riß- und Blasenbildung, das Mattwerden, Kreiden usw. zur Grundlage seines Urteils macht. Es sei daher wiederholt daran erinnert, daß sich der Eisenrost mitunter auch in erheblichem Umfange unter der Filmdecke verbreitert, noch ehe er äußerlich als solcher erkennbar wird. Umgekehrt können auch an der Filmoberfläche gelegentlich leichte Rostansätze beobachtet werden, während sich das darunter liegende Eisen bei näherem Zusehen als vollkommen blank erweist. Man wird sich demnach auch bei der Beurteilung von eisernen Konstruktionsteilen nicht auf den bloßen Augenschein verlassen, sondern durch vorsichtiges Ritzen, Betasten und Abklopfen der Filmdecke auch deren unsichtbare Teile nach Möglichkeit mit einbeziehen müssen.

Hier scheint wiederum die eindeutige Feststellung am Platze, daß sich die zahlreichen und mit einem erheblichen Kostenaufwand eingeleiteten Neuerungen im Rostschutzwesen bisher bei weitem nicht so umstürzlerisch ausgewirkt haben wie es anfangs den Anschein hatte. Die einschlägigen Statistiken und Berechnungen des Reichsbahn-Zentralamtes haben sogar im Gegenteil ergeben, daß sich die allgemeinen Grundlagen der Korrosionsverhütung gegen früher kaum geändert haben und sich nach menschlichem Ermessen in absehbarer Zeit wohl auch nicht ändern werden.

So hat sich beispielsweise herausgestellt, daß sich die Grund- und Deckanstriche auf Eisen auch künftighin in stofflicher Hinsicht merklich voneinander unterscheiden müssen, nachdem bloße Wetterfestigkeit der Anstrichstoffe mit eigentlicher Rostschutzwirkung nun einmal nicht durchweg gleichbedeutend ist. Ich habe ja bereits an anderer Stelle die Gründe dargelegt, derentwegen die spezifische Rostverhütung eben doch an andere Voraussetzungen geknüpft ist als der Wetterschutz im weiteren Sinne<sup>4</sup>; ihnen zufolge wird man beim Eisenanstrich nach wie vor an dieser Unterscheidung festzuhalten haben, in der Weise, daß der Grundanstrich die erstgenannte Aufgabe übernimmt, während den

<sup>4</sup> Vgl. die in Fußnote 1 genannte Artikelfolge. Bauing. 11. (1930) S. 669.

<sup>1</sup> Vgl. die gleichbenannte Artikelfolge des Verfassers, 2. Teil in Bauing. 12 (1931) S. 599.

<sup>2</sup> Bauing. 13 (1932) S. 109.

<sup>3</sup> Mühlberg, W.: „Zur Kenntnis der pigmentierten Filme fetter Öle“, Dissertation 1932; desgleichen das Referat „Korrosionsprüfung von gestrichenem Eisen“ in Farben-Ztg. 43 (1938) S. 1195.

Deckanstrichen im wesentlichen die Abwehr atmosphärischer Einwirkungen zufällt.

Bei einem Blick auf die derzeit gültigen RZA-Vorschriften<sup>5</sup> werden wir denn auch sofort gewahr, daß für Schlubanstriche verschiedene Anstrichstoffe zugelassen sind, während die Grundierungen auf Eisen, gleichviel welcher Art und Abmessung, auch heute noch wie ehemals in zweimaligem Auftrag mit Bleimennige ausgeführt werden müssen, lediglich mit dem Vorbehalt, daß an Stelle der reinen Bleimennige bis auf weiteres die beiden zeitbedingten Verschnittsorten zur Anwendung kommen<sup>6</sup>. Die Reichsbahn geht dabei zweifellos von der Erfahrungstatsache aus, daß die an Deckanstriche zu stellenden Aufgaben von Fall zu Fall recht verschiedene sind und jedenfalls mit einer einzigen Gruppe von Anstrichstoffen nicht gelöst werden können. Die Aufgaben der Grundierung hingegen bleiben auf Eisen stets die gleichen, selbst wenn man die an sich geringen Unterschiede hinsichtlich der Korrosionsbeständigkeit der einzelnen Eisen- und Stahlarten angemessen mit in Rechnung stellt.

Es sei hier besonders hervorgehoben, daß die scheinbar einseitige Bevorzugung der Bleimennige in den derzeitigen RZA-Vorschriften nach wie vor dieselben Ursachen hat. Sie wurzelt vor allem in der auch heute noch unverrückbaren Erkenntnis, daß sich die Ölfarben in zwei Gruppen einteilen lassen, die sich vornehmlich

<sup>5</sup> Abgekürzter Ausdruck für „Lieferungsbedingungen und Verarbeitungsvorschriften des Reichsbahn-Zentralamtes für Anstrichstoffe“.  
<sup>6</sup> Sie enthalten, wie erinnerlich, in je 100 G.-T. Fertigware je 40 G.-T. Schwerspat bzw. Eisenoxydrot. Vgl. das zusätzliche Verzeichnis zu den „Technischen Vorschriften des Reichsbahn-Zentralamtes für den Rostschutz an Stahlbauwerken“ vom 1. Januar 1937.

durch das Verhalten des Pigments dem Bindemittel gegenüber unterscheiden. Ich habe diese grundlegende Unterscheidung zwischen „chemisch aktiven“ und „indifferenten“ Pigmenten ebenfalls bereits an anderer Stelle wiederholt und eingehend besprochen<sup>7</sup> und möchte hier lediglich feststellen, daß die Rohstoffumstellung an ihr auch nicht das geringste geändert hat. Alle Erfahrungen und Berechnungen sprechen vielmehr dafür, daß den „chemisch aktiven“ Bleifarben auch künftighin diejenigen Aufgaben vorbehalten bleiben, für deren Lösung sich bislang die blei- und ölfreien Anstrichstoffe ausnahmslos als unzureichend erwiesen haben.

Was insbesondere die Bleimennige betrifft, so fällt neben der erwähnten Befähigung zur Bildung elastischer und dabei quellungsbeständiger Metallseifen auch deren gute Haftfestigkeit mit ins Gewicht, die selbstverständlich beim ersten Grundanstrich von besonderer Bedeutung ist. Auch darf nicht vergessen werden, daß unter allen derzeit handelsüblichen Rostschutzfarben einzig und allein die Bleimennige zur Eisenpassivierung befähigt ist, die aus chemischen Gründen nur dann eintreten kann, wenn das betreffende Pigment in der Lage ist, einen Teil seines Oxydsauerstoffs an das Eisen abzugeben und somit mittelbar die Ausbildung rostfördernder elektrischer Lokalströme auf dessen Oberfläche zu verhindern<sup>8</sup>.

<sup>7</sup> Vgl. Fußnote 4.

<sup>8</sup> Es kommen hier neben der Bleimennige (Bleiorthoplumbat) nur noch einige chromsaure Verbindungen in Betracht, die aber ihres hohen Preises wegen und aus anderen Gründen z. Zt. in Deutschland keine praktische Bedeutung haben.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Der Sardis-Damm.

Im letzten Jahrzehnt sind umfangreiche großzügige Hochwasserschutzmaßnahmen im Überschwemmungsgebiet des unteren Mississippi ausgeführt worden, die besonders in Durchstichen, Begradigungen und dem Ausbau der Schutzdeiche bestanden. Das Programm umfaßt ferner den Bau einer ganzen Anzahl von Hochwasserschutz-Talsperren im Gebiet des unteren Mississippi, von denen die erste, die Sardis-Talsperre, nunmehr im Bau ist.

Nutzhalt etwa 1820 hm<sup>3</sup>. Die Seefläche des Toten Raumes beträgt etwa 4000 ha. Der Waldbestand wird nur bis etwa 1,50 m über dem niedrigsten Wasserstand weggeräumt; der ganze übrige Teil des Beckens kommt nur sehr selten unter Wasser, so daß man hier die jetzige Bodenbedeckung läßt.

Für die Bemessung des Stauraumes waren folgende Gesichtspunkte maßgebend. Das Einzugsgebiet des Little Tallahatchie beträgt an der Staustelle etwa 4000 km<sup>2</sup>, das sind etwa 23% des für das Hochwasser bei

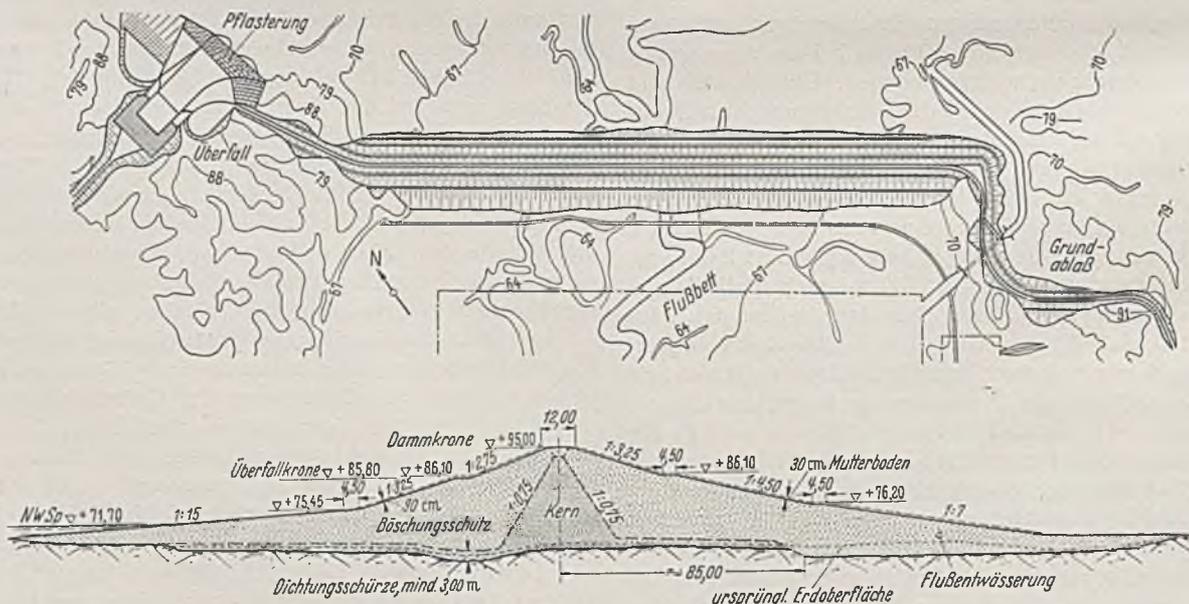


Abb. 1. Sardis-Damm. Grundriß und höchster Querschnitt.

Die Sardis-Talsperre gehört zu den an den Nebenflüssen des Yazoo-Flusses, der bei Vicksburg in den Mississippi mündet, geplanten Becken. Sie liegt am Little Tallahatchie-Fluß, etwa 80 km südlich von Memphis, Tenn., und 10,5 km von Sardis, der nächsten Eisenbahnstation, entfernt. Das Tal des Little Tallahatchie ist mit Wald bedeckt und nur wenig besiedelt. Das Staubecken ist bei Füllung bis zur Überfallkrone 48 km lang; der See hat dann einen Inhalt von 1930 hm<sup>3</sup> und bedeckt eine Fläche von 24 000 ha. Nach Abzug eines Toten Raumes von 113 hm<sup>3</sup> bleiben als

Yazoo City maßgebenden Einzugsgebietes. Die wasserwirtschaftlichen Untersuchungen wurden abgestellt auf eine bestimmte gewünschte Verlingerung des Hochwassers im unteren Yazoo-Lauf in Verbindung mit den anderen an den Nebenflüssen des Yazoo geplanten Becken. Der untere Yazoo im flachen Tal des Mississippi hat wegen des geringen Gefälles nur ein beschränktes Hochwasser-Abführungsvermögen. Daraus ergab sich bei Hochwasser eine geringere zugelassene Wasserabgabe aus dem Staubecken als zu sonstigen Zeiten. Der Grundablaß soll bei Hochwasser

95 m<sup>3</sup>/s abführen und nach dem Hochwasser zum Zwecke einer schnellen Entleerung des Beckens 210 m<sup>3</sup>/s. Die mittlere jährliche Regenhöhe im Einzugsgebiet der Talsperre beträgt 1300 mm, die größte 1900 mm. Ungefähr 75% der Niederschläge fallen in die Monate Dezember bis Mai. Die größte seit 1928 beobachtete Hochwassermenge beträgt 1840 m<sup>3</sup>/s, die niedrigste Niedrigwassermenge 7,5 m<sup>3</sup>/s. Der nutzbare Stauraum entspricht einem Abfluß von 457 mm im Einzugsgebiet von 4000 km<sup>2</sup>,

hin aus. Dabei stellte man einen größten Wert in Elba, Ala, fest, mit 510 mm Niederschlagshöhe innerhalb von 24 Stunden und 750 mm in vier Tagen. Auf Grund eines Vergleichs der Beschaffenheit der Einzugsgebiete übertrug man diese Werte auf das Gebiet der Sardis-Talsperre und kam zu einem größten Abfluß von 5500 m<sup>3</sup>/s = 1,38 m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>. Unter der Annahme, daß zu Beginn dieses starken Abflusses das Becken bis zur Überfallkrone gefüllt ist, ergab sich bei 120 m Überfallbreite bei Berücksichtigung der Seerentention eine größte Überfallmenge von 3750 m<sup>3</sup>/s bei etwa 6 m Überfallhöhe. Mit Rücksicht auf die Wellenbildung in dem langgestreckten Becken bei Wind in der Längsrichtung wählte man ein Freibord von 3,20 m, so daß die Dammkrone insgesamt 9,20 m über Stauziel zu liegen kommt. Durch einen breiteren Überfall hätte man an Dammhöhe sparen können; die Kosten für den Überfall wären dann aber so angewachsen, daß diese Ersparnis wieder in Fortfall gekommen wäre.

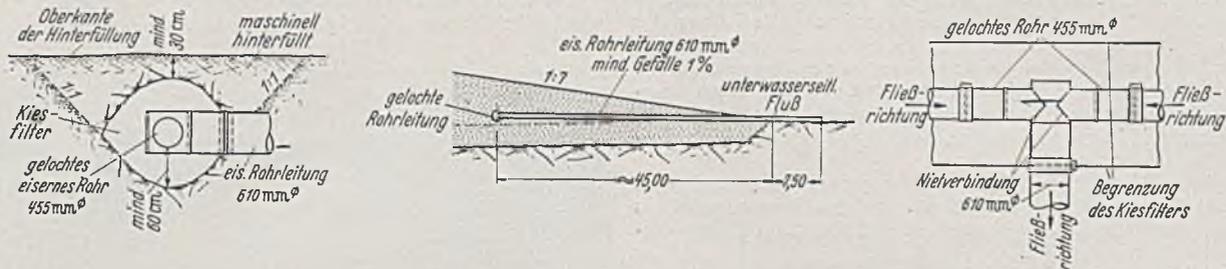


Abb. 2. Entwässerung des Dammfußes.

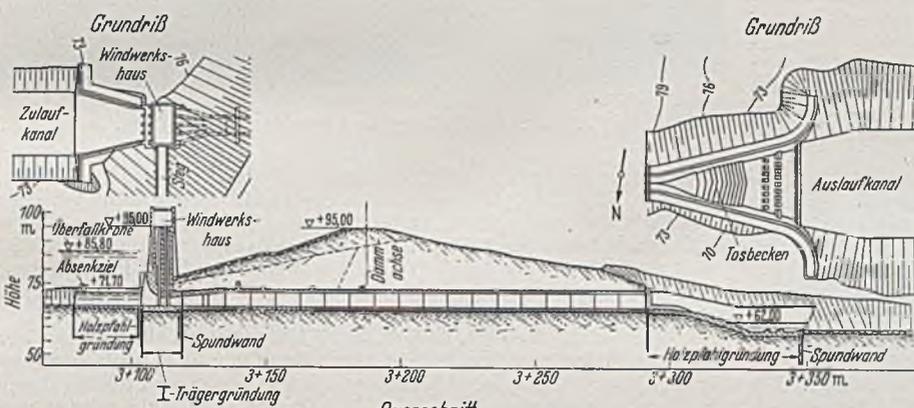


Abb. 3. Sardis-Talsperre. Grundablaß.

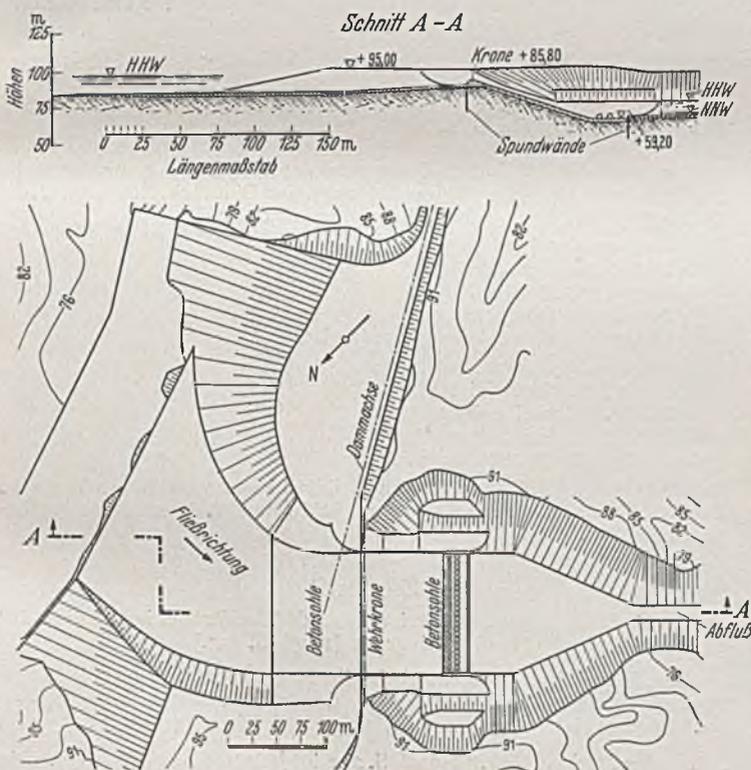


Abb. 4. Sardis-Talsperre. Hochwasser-Überfall.

das Staubecken hat also eine ziemlich große Speicherungshöhe. Zu dem gewählten Absenziel von +71,70 ergab sich für den errechneten Nutzraum ein Stauziel von +85,80.

Auf dieser Höhe wurde die Überfallkrone der Hochwasser-Entlastung vorgesehen. Weil der Beobachtungszeitraum zu klein ist, wurde der Bemessung dieser Entlastungsanlage nicht das größte beobachtete Hochwasser zugrunde gelegt, sondern ein größerer Schätzwert. Man wertete die Niederschlagsbeobachtungen aller Meßorte im Umkreis von mehreren hundert Kilometern auf die größten kurzfristigen Niederschlagsmengen

sichtigung der Seerentention eine größte Überfallmenge von 3750 m<sup>3</sup>/s bei etwa 6 m Überfallhöhe. Mit Rücksicht auf die Wellenbildung in dem langgestreckten Becken bei Wind in der Längsrichtung wählte man ein Freibord von 3,20 m, so daß die Dammkrone insgesamt 9,20 m über Stauziel zu liegen kommt. Durch einen breiteren Überfall hätte man an Dammhöhe sparen können; die Kosten für den Überfall wären dann aber so angewachsen, daß diese Ersparnis wieder in Fortfall gekommen wäre.

Durch Bohrungen wurde festgestellt, daß das flache Tal von einer 1 1/2—6 m starken verhältnismäßig undurchlässigen Schicht lehmigen Bodens überlagert ist. Darunter wurde im ganzen Baugebiet bis in 100 m Tiefe Sand verschiedener Körnung angetroffen, im oberen Teil unterbrochen von einigen dünnen, lehmigen Schichten.

Durch Laboratoriumsversuche stellte man fest, daß besonders der im Tal angetroffene Boden gute Eignung zum Bau eines Erddammes aufweist. Der Boden hat jedoch einen so hohen Wassergehalt, daß er wirtschaftlich nur im Spülverfahren eingebracht werden konnte. Die Stärke der Lehmschicht war gerade so, daß bei einer bestimmten Aushubtiefe an der Entnahmestelle sich eine geeignete Zusammensetzung von Sand und Feinteilen ergab. So kam man zur Wahl eines im Spülverfahren zu erstellenden Erddammes.

Mit seinen 12,8 hm<sup>3</sup> eingebauten Erdmassen gehört der Sardis-Damm zu den größten der Welt, der nur vom Gatun-Damm (Panama-Kanal), vom Kingsley-Damm (jetzt im Bau in Nebraska) und dem bekannten Fort Peck-Damm an Damm-Inhalt übertroffen wird. Von den Massen werden 10,6 hm<sup>3</sup>, das sind 83%, im Spülverfahren eingebracht. Der Damm hat eine Kronenlänge von 4,42 km. Die größte Höhe über dem Flußbett beträgt 35,50 m.

Der in Abb. 1 dargestellte Querschnitt des Dammes ist bemerkenswert durch die neuerdings bei solchen Dämmen vorgesehenen sehr flachen Böschungsneigungen, die hier an der Wasserseite von der Krone aus nach unten von 1:2 3/4 über 1:3 1/4 übergehen auf 1:15. An der Luftseite betragen die Neigungen 1:3 1/4, 1:4 1/2 und 1:7. Die Krone ist 12 m breit. Sowohl die wasser- als auch die luftseitige Böschung sind durch je zwei 4,50 m breite Berme unterbrochen. Der in Abb. 1 dargestellte Querschnitt ist das Ergebnis eingehender erdstatischer Berechnungen und Modellversuche. Für die Berechnung wurde ein Abgleiten auf zylindrischen Gleitflächen zugrunde gelegt. Die Modellversuche sollten die Lage der Sickerlinien aufzeigen, Anhaltspunkte über die zu erwartenden Sickerleistungen geben, den Einfluß der oberwasserseits vorgesehenen waagerechten Dichtungsschürze und die Lage der im Unterwasser angenommenen Entnahmestellen klären. Die flache wasserseitige Neigung von 1:15 unterhalb +75,25 ist allerdings nicht aus statischen Gründen erforderlich, sondern wurde gewählt, um hier eine Befestigung der Böschung zu ersparen.

Bemerkenswert ist, daß man unter dem Dammkörper — ausgenommen den luftseitigen Fuß — eine 3 m starke waagerechte Dichtungsschürze vorgesehen hat. Sie setzt sich bis 300 m vom Fuß des Kernes gerechnet oberwasserseitig fort. Außerhalb des Dammes nimmt sie bis auf eine geringste Stärke von 75 cm ab. Zum größten Teil reichte schon die in natürlicher Lagerung vorhandene Lehmschicht für diese Zwecke aus. Steinschlag und Kies mußten aus großer Entfernung — zum Teil aus dem Staate Alabama — zur Baustelle gefördert werden, so daß man auf die Ausbildung eines filtermäßig aufgebauten Stützkörpers am luftseitigen Fuß verzichtete. Statt dessen ordnete man eine sorgfältige Entwässerung des Dammfußes durch ziemlich große eiserne Röhre an, wie es aus der Abb. 2 hervorgeht. Die Röhre wurden mit einem Kiesfilter umgeben. Bemerkenswert ist am Querschnitt noch, daß der im Spülverfahren eingebrachte Kern des Dammes 3 m unterhalb der Dammkrone aufhört. Der obere Teil wird geschüttet und durch Walzen verdichtet.

Besonderer Wert wurde auf einen zweckmäßigen Schutz der wasserseitigen Böschung gelegt, weil man bei dem langgestreckten Becken starke Wellenbildung am Damm erwartet. Man zog alle praktisch möglichen Ausführungsweisen in Erwägung und hatte zum Schluß zwischen drei Arten auf dem Versuchswege zu entscheiden: einer 45 cm starken Steinpackung, einer 90 cm starken Steinschüttung und einem 60 cm starken Betonbelag. Als Unterlage unter jeder Schicht war eine Kiesschüttung von 30 cm Stärke gedacht. Zur Ausführung der Versuche wurde ein Ufer in der entsprechenden Neigung abgeböschet und erhielt die drei Arten des Böschungsschutzes. Man erzeugte dann durch besondere Vorkehrungen Wellen von der Höhe und Periode, wie man sie später am Damm erwartet. Es stellte sich heraus, daß die Steinschüttung den anderen Arten überlegen war, weshalb sie zur Ausführung bestimmt wurde. Zur Steinschüttung wird ein Kalkstein in gut abgestuften Größen verwendet. Die Steingewichte liegen zwischen 20 und 1300 kg.

Die luftseitige Böschung erhält einen Mutterbodenbelag und wird angesät. Die Böschungen werden entwässert. Auf den Bermen wird das Wasser in abgeplatteten Rinnen gesammelt und durch im Damm einbettete Rohre zum Fuß abgeleitet.

Der Grundablaß (Abb. 3) ist am südlichen Ende des Dammes angeordnet. Er besteht aus einem Eiprofil von 5,55 m Höhe und 4,85 m Breite und kann noch bei einer Spiegelhöhe 6,40 m unter Überfallkrone eine Wassermenge von 210 m<sup>3</sup>/s abführen. Das Einlaufbauwerk besteht aus einer Eisenbetonrahmenkonstruktion mit vier Öffnungen, die durch Schützen (1,82/3,65 m) verschlossen werden können. Die Schützen werden von einem auf einem Turm errichteten Haus aus bedient. Der Turm ist auf 18 m tief gerammten Breitflanschträgern gegründet, das Tosbecken auf Holzpfählen. Der Grundablaß wurde auf Grund von Modellversuchen in der Vicksburger Versuchsanstalt entworfen.

Der Hochwasserüberfall (Abb. 4) ist am Nordende des Dammes vorgesehen. Die Schußrinne erhält eine 1,50 m starke Betonsohle. Die Sohle ist durch Dehnungsfugen in Platten von 9 m Seitenlänge unterteilt. Die Fugen werden durch Kupferblech abgedichtet. Dübel aus I-Trägern verbinden die einzelnen Platten. Um an den Fugen — hervorgerufen durch etwaige Unregelmäßigkeiten in der Fugenausbildung — die Bildung eines Vakuums unter den Platten zu verhindern, werden die Quersfugen durch Rohre belüftet. Die Rohre führen zu den Seitenmauern, werden durch diese hinaufgeführt und erhalten etwas unterhalb der Mauerkrone die Lufteintrittsstelle. Die Sohle des Tosbeckens wird 2,40 m stark. Die seitlichen Stützmauern sind dort 12 m hoch. Das ganze Überfallbauwerk erhält eine sorgfältig ausgebildete Sohlenentwässerung.

Von der Bauausführung des Dammes ist noch zu erwähnen, daß die Entnahme der zum Einspülen verwendeten Erdmassen durch einen an

Ort und Stelle aufgebauten Saugbagger mit Schneidkopf durchgeführt wird. Ausgerüstet ist er mit zwei elektrischen Pumpen von je 3000 PS Leistung. Die Saugleitung hat 690 mm Dmr., die Druckleitung 610 mm. Die Rohrleitungen werden rund um den Einbaumpf herumverlegt. Die Regelung des Zuflusses zum Sumpf geschieht durch Schieber, die in die Ringleitung eingebaut sind. Überschüssiges Wasser wird von schwimmenden Pumpenanlagen über die Seitendämme hinweg abgeleitet (Abb. 5).

Die für den Trockeneinbau vorgesehenen 2,2 Mill. m<sup>3</sup> Bodenmassen werden in Schichten von 15 cm Schütthöhe eingebracht und mittels von

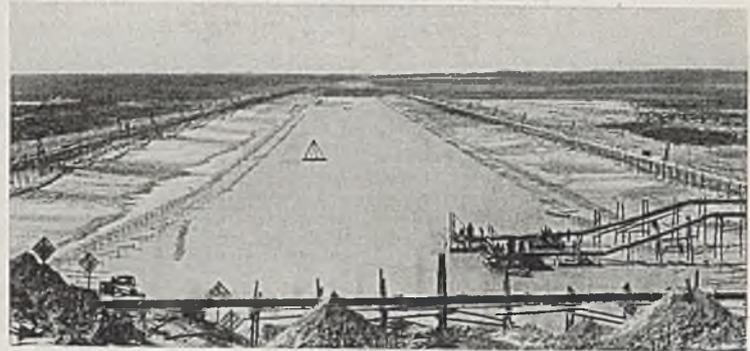


Abb. 5. Sardis-Damm. Einspülen des Bodens.

Traktoren gezogenen Schafffußwalzen verdichtet. Die 550 kg schweren Walzen sind mit 21,5 Füßen je m<sup>2</sup> abgewickelte Walzenfläche versehen. Die Füße sind 18 cm lang. Es ist mindestens ein sechsmaliges Walzenverlangen, in besonderen Fällen noch mehr. Wo es nur irgend möglich ist, wird die Verdichtung durch Walzen angewendet und nur in Ausnahmefällen kommen Stampfgeräte zur Anwendung. Dabei ist eine Schütthöhe von nur 5 cm vorgeschrieben.

Wie bereits erwähnt, sind 12,8 hm<sup>3</sup> Bodenmassen einzubauen. Ferner umfaßt das Bauvorhaben die Herstellung von 63 000 m<sup>3</sup> Beton und den Einbau von 75 000 m<sup>3</sup> Kiesunterlage und 460 000 t Steinschüttung. Die Kosten sollen sich auf 36 Mio. RM belaufen. Der Einbau der Dammmassen war am 1. Januar 1939 etwa zur Hälfte vollendet. [Nach Engng. News Rec. 122 (1939) S. 376 und Civ. Engng. 9 (1939) S. 349.]

Orth, Berlin.

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

### DIN 1055 Blatt 4 Beiblatt

#### Lastannahmen im Hochbau: Verkehrslasten, Windlast-Erläuterungen

Es wurde notwendig, die Norm DIN 1055 Blatt 4 „Lastannahmen im Hochbau: Verkehrslast — Windlast“ zu erläutern.

Diese Erläuterungen sind kürzlich vom Deutschen Normenausschuß als Normblatt DIN 1055 Blatt 4 Beiblatt herausgegeben worden. Sie geben Auskunft über die Gründe, die zur Aufstellung der Norm DIN 1055 Blatt 4 geführt haben, und bringen gleichzeitig noch eine Reihe Beispiele, in denen die Windlast nach Druck und Sog getrennt ist.

Im ersten Teil werden die Abweichungen in denjenigen Bestimmungen erläutert, für die die Windlastbestimmungen von DIN 1055 Blatt 4 nicht gelten:

- DIN 1056 Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit hoher freistehender Schornsteine,
- DIN 1072 Straßenbrücken, Belastungsannahmen, Dienstvorschrift der Deutschen Reichsbahn Nr. 804, Sondervorschriften der Deutschen Reichspost,
- VDE 0210/L 38 Vorschriften für den Bau von Starkstromfreileitungen VSF.,
- Behandlung der Betriebspläne von Abraumförderbrücken in Tagebauen,
- DIN 120 Blatt 1 Berechnungsgrundlagen für Stahlbauteile von Kranen und Kranbahnen,
- DIN 4112 Berechnungsgrundlagen für fliegende Bauten.

Ferner wird die Fassung des Hauptblattes begründet, z. B. die Beziehung zwischen Windgeschwindigkeit, Gestalt des vom Wind getroffenen Körpers und Winddruck klargestellt, die Ergebnisse der Modellversuche angeführt u. a. m.

Im zweiten Teil sind die Beiwerte  $c$  des Staudrucks  $q$  für eine Reihe von Beispielen einfacher Bauwerksformen und Bauwerksteile nach Druck und Sog getrennt angegeben. Zu nennen sind:

- bei geschlossenen Baukörpern
  - Gebäude mit Satteldach,
  - Gebäude mit Pultdach,
  - Gebäude mit Oberlichtern,
  - Gebäude mit vieleckigem Querschnitt,
- bei nicht geschlossenen Baukörpern
  - Gebäude, an einer Seite offen,
  - Gebäude, an zwei Seiten offen,
  - Gebäude, an drei Seiten offen,
  - Gebäude, alle Wände offen.

Die Norm DIN 1055 Blatt 4 Beiblatt kann vom Beuth-Vertrieb, Berlin SW 68, zum Preise von 3,50 RM (ausschl. Versandkosten) bezogen werden.

### Zuschrift

zu dem Aufsatz B a y „Der freiaufliegende Wandträger im Stadium II“ [Bauingenieur 20 (1939) S. 375.]

Im Schlußabsatz obiger Arbeit gibt Herr Dr.-Ing. B a y die Scherspannung am unteren Rande der Wand neben der Stütze mit  $\tau = p_1 - p$  an. Nach meinen Arbeiten in „Beton und Eisen“ (1933) S. 233 und „Z. angew. Math. Mech.“ (1930) S. 214 ist jedoch  $\tau = \frac{1}{\pi} (p_1 - p)$ . Die Scherspannung ist also wesentlich geringer. C r a e m e r, Weimar.

Herr Dr.-Ing. B a y, dem diese Zuschrift vorgelegen hat, verzichtet auf eine Erwiderung. Er will die damit zusammenhängenden Fragen einer späteren Erklärung überlassen.